

1. はじめに. 地中構造物の周辺地盤に不等沈下などの相対変位が生じた場合、構造物には大きな土圧が働くことが予想される。それ故、この種の変位の発生は埋設管等のように地中梁と見做せる構造物に対して必然的に過大な剪断力および曲げモーメントを誘発させる原因となり得る。従って、変位の発生による、梁に加わる土圧、および梁に生じる剪断力や曲げモーメントなどの大きさと性状を調べることは地中梁の軸方向問題に対する基本的な事項であると考えられる。また、梁が弾性体と仮定し得る場合には変位に対する地盤の力学的特性（変位と土圧の関係）が既知であれば梁に生じる曲げモーメントや剪断力、梁の基礎方程式によって求め得るはずであるが、一般に地盤の力学的特性は非線型であり、梁の方程式を数学的に解くことは困難である。そこで筆者は先に⁽¹⁾行なった弾性帯の引上げ掘り穴の結果から、地盤を弾・塑性体と仮定した梁の基礎方程式を解き、変位に対する最大曲げモーメント、および剪断力などについて実験値と比較した。

2. 実験について. 実験は地中梁の剛接部の周辺地盤に相対変位（沈下）が生じた場合を想定して行なわれた。剛接部に対する周辺地盤の沈下は、力学的には周辺地盤に対する剛接部の上昇と考えて差し支えない。従って、実験は乾燥砂中に水平に埋め込まれた弾性帯の静的な中央引上げ掘り穴である。試料および装置については先の原稿を参照されたい。

3. 計算式の誘導. 弾性帯の引上げ掘り穴の結果から、帯（梁）の変位に対する土圧との間には、ゆる結状態および締め固めた状態において、 $\sigma = 1.3 y^{0.5}$, $\sigma = 1.3 y^{0.3}$ という関係が見られた。また、降伏荷重 δ_F 、降伏変位 δ_F に対する値として、ゆる結状態で 0.3 kg/cm , 0.05 cm 、締め固めた状態で 0.45 kg/cm , 0.03 cm である。そしてこれ等の値を用いて梁の方程式を解くのであるが、 δ_F が比較的小さい値であることに着目して σ と y に一次比例関係を仮定する。すなわち梁の基礎方程式として次の二つを考える。

$$EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} = -K \delta_F \quad (y_1 \leq y_1) \quad (1)$$

$$EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} = -K y_2 \quad (y_2 \leq \delta_F) \quad (2)$$

ここに、 EI は梁の曲げ剛性、 x は梁の中央（荷重点）からの水平距離、 K は地盤反力係数である。

(1), (2) の境界条件、

$$\left. \frac{dy_1}{dx} \right|_{x=0} = 0, \quad \left. \frac{d^2 y_1}{dx^2} \right|_{x=0} = \frac{P}{2EI}, \quad y_2 \Big|_{x \rightarrow \infty} \rightarrow 0$$

および、接続条件、 $x = x_F$ (x_F は変位が降伏変位に達したところまでの荷重点からの距離) で

$$y_1 = y_2, \quad \frac{dy_1}{dx} = \frac{dy_2}{dx}, \quad \frac{d^2 y_1}{dx^2} = \frac{d^2 y_2}{dx^2}, \quad \frac{d^3 y_1}{dx^3} = \frac{d^3 y_2}{dx^3}$$

のもとに解き、若干の計算の結果、荷重点変位（沈下量）を独立変数 Y として、最大曲げモーメント $M_{x=0}$ 、支点反力 P について次式を得る。

$$M_{x=0} = \frac{K \delta_F}{2 \beta^3} \left(\frac{2}{\delta_F} Y - 1 \right)^{1/2}$$

$$P = \frac{2K \delta_F}{3 \beta} \left\{ 4 \left(\frac{2}{\delta_F} Y - 1 \right)^{3/4} \cos \frac{\theta + 2n\pi}{3} + \frac{1}{4} \left(\frac{2}{\delta_F} Y - 1 \right)^{-1/2} \cos^{-2} \frac{\theta + 2n\pi}{3} \right\}$$

ここに、 $\beta = \left(\frac{K}{4EI}\right)^{1/4}$, $\theta = \arctan \left[- \left\{ \left(\frac{2}{\delta_F} Y - 1 \right)^{3/2} - 1 \right\} \right]$, $m = 0, 1, 2, \dots$ である。

なお、上式において P が3つの値を有することになるが、

$$2 \left(\frac{Y}{\delta_F} - 1 \right)^{1/4} \cos \frac{\theta + 2m\pi}{3} > 1 \quad \text{となるときの} m \text{ が} P \text{ の値を与える。}$$

4. 実験値と計算値。 沈下量 Y に対する最大曲げモーメント $M_{x=0}$ 、支反力 P 、モーメント第一〇点の位置 $x_{m=0}$ 、剪断力の第一〇点（モーメントの極大点）の位置 $x_{s=0}$ についての実験値と計算値を下の表に示した。なお地盤反力 K については、 δ_F を一定とすれば δ_F が決定することによって定まるが、 δ_F が異なる場合、すなわち K の値を変えよこにより各諸量はどのように変化するかが調べられ、 K については3つの値を仮定して計算を行なった。なお、表1はゆるい土状態 $\alpha = 1.50$ 度、埋設深さ $H = 19.0$ cm、表2は締め固めた状態 $\alpha = 1.65$ 、 $H = 17.3$ cm での実験結果および計算値を示し、 A 、 B は幅が3.2 cmで、厚さがそれぞれ0.28 cm、0.45 cmの矩形断面をもつ薄鉄板（SS41）を示す。

表 1	Y (cm)	M _{x=0} (Kg·cm)			P (Kg)			x _{m=0} (cm)			x _{s=0} (cm)		
		実験値	K=6.0	K=7.5	K=10.0	実験値	K=6.0	K=7.5	K=10.0	実験値	K=6.0	K=7.5	K=10.0
A	0.180	30.6	33.3	33.9	34.4	9.7	11.0	11.0	11.0	8.3	7.7	7.9	8.1
	0.232	40.0	38.5	38.9	39.4	11.0	11.7	11.7	11.6	9.6	8.3	8.5	8.9
	0.486	57.8	57.4	57.7	58.0	13.4	14.0	13.9	13.9	10.9	10.7	10.9	10.9
B	0.116	53.3	52.8	54.2	55.6	11.5	14.3	14.2	14.2	11.6	9.1	9.5	9.9
	0.224	81.6	78.1	79.1	80.1	14.7	16.7	16.7	16.6	13.7	11.9	12.1	12.5

表 2	Y (cm)	M _{x=0} (Kg·cm)			P (Kg)			x _{m=0} (cm)			x _{s=0} (cm)		
		実験値	K=15.0	K=22.5	K=45.0	実験値	K=15.0	K=22.5	K=45.0	実験値	K=15.0	K=22.5	K=45.0
A	0.043	21.5	17.4	18.9	20.3	11.0	10.5	10.5	10.4	6.3	4.0	4.5	4.9
	0.106	40.4	31.3	32.1	32.9	13.2	13.1	13.0	12.9	8.2	6.0	6.5	6.5
	0.272	59.1	52.5	53.1	53.5	16.7	16.4	16.3	16.3	9.7	8.3	8.5	8.6
B	0.061	49.9	45.8	48.3	50.6	15.4	16.5	16.4	16.3	9.0	6.9	7.5	7.9
	0.144	82.8	77.0	78.5	79.9	20.4	20.3	20.2	20.0	12.0	9.8	10.1	10.5

5. 考察。 沈下量 Y の増加に伴って実験値の $x_{m=0}$ 、 $x_{s=0}$ は順次大きな値となる。この事は梁の変位に対する砂の抵抗土圧に一義的な $\delta = K^2 y^2$ という形を用いて梁の方程式を解いても、現象を正確に表現し得ないことを示している。もし砂の抵抗土圧 δ が適当な形によつて一義的に $\delta = K^2 y^2$ が定まるとすれば方程式を解くことによつて得られる解によるたわみ曲線やモーメント図の各点の値は P （または Y ）に比例するはずであり、0点移動は生じ得ない。従つて Y の増加に伴つて砂の塑性域が次第に遠方へ及んでゆくものと考えられる。要するに、砂に弾・塑性関係を仮定して得られた計算結果は実験値に対して比較的良い精度で一致している。無論、これは砂の降伏荷重に曲げモーメント図から得られた値を採用してゐることと、 Y の値がかなり大きいことによつてのものであるが、いづれにせよ、地中梁の基礎方程式としては二つの方程式が必要であると思われる。また地盤反力係数 K の値が若干異なつても計算結果はさほどの影響を受けない。この事は、比較的 Y が大きければ精度良く δ_F を知ることによつて $M_{x=0}$ や P などについても良い近似値を得ることが出来ることを示している。 Y が大きくなるにつれて実験値との対応が良くなることもこれらの事柄を裏付けてゐるものと解釈できる。従つて Y によつて生じる $M_{x=0}$ や P を精度良く知るためには、一つは δ_F を知ることで、他の一つは δ_F を知ることである。 Y の大まかな値に於いて考えるべきと思ふべきである。

数回にわたる実験および解析にあたり、終上適切な御助言、御指導を賜つた東京都立大学土質研究室湯浅欽史助教授、同研究室小林慶夫氏に対し、感謝の意を表します。

参考文献) 水本：弾性帯の引き揚げ実験、土木学会第31回年次学術講演集第3部 1976